https://www.engcopilot.com/

Reef4 version 4.4.3.1 - Edition 174 - Décembre 2013
Document : Règles DTU 13.12 (DTU P11-711) (mars 1988) : Règles pour le calcul des fondations superficielles + Erratum (novembre 1988)

DTU 13.12

Mars 1988

DTU P 11-711

règles pour le calcul des fondations superficielles

Analyse

Le présent document annule et remplace les Règles de calcul du DTU 13.1 « Fondations superficielles » de février 1968.

Modifications

Erratum de novembre 1988 paru dans le Cahier 2296 incorporé.

Sommaire

Liste des auteurs
Chapitre 1 Domaine d'application et objet
Chapitre 2 Calcul des ouvrages de fondations
2.1 Réaction du sol
2.2 Actions et sollicitations
2.3 Justifications des ouvrages de fondations
2.3.1 Etat-limite ultime de résistance
2.3.2 Etat-limite ultime de stabilité de forme
2.3.3 Etat-limite d'équilibre statique
2.3.4 Etat-limite de service vis-à-vis de la durabilité
2.3.5 Etat-limite de service vis-à-vis des déformations
2.4 Cas particuliers
2.4.1 Fondations sur sols difficiles
2.4.2 Fondations à des niveaux différents
2.4.3 Fondations superficielles à proximité d'ouvrages sur pieux
2.4.4 Fondations au voisinage de fouilles et talus
2.4.5 Précautions concernant le gel
2.4.6 Fondations antivibratiles
2.5 Dispositions constructives
2.5.1 Joint de rupture
2.5.2 Joint de dilatation
2.5.3 Armatures minimales de chaînage
2.5.4 Position des armatures
2.5.5 Aciers en attente
Chapitre 3 Détermination de la contrainte de calcul q
3.1 Contrainte de calcul déduite de l'expérience
3.2 Détermination de la valeur ultime q u
3.2.1 Essais de laboratoire
3.2.2 Essais pressiométriques
3.2.3 Essais pénétrométriques
3.2.3.1 Pénétromètre statique
3.2.3.2 Pénétromètre dynamique
3.2.3.3 SPT (Standard Penetration Test)
3.3 Evaluation des tassements
3.3.1 Evaluation à partir des essais de laboratoire
3.3.2 Evaluation à partir des essais pressiométriques
3.3.3 Evaluation des tassements à partir des essais pénétrométriques (statiques, dynamique, SPT)
Annexe 1 Semelles continues sous murs non armées transversalement
Annexe 2 Méthode des bielles
Généralités
Application de la méthode des bielles au calcul des semelles sur le sol
Semelles continues sous murs transmettant une charge uniformément centrée
Semelles à base carrée sous poteaux de section carrée
Semelles à base rectangulaire sous poteaux de section rectangulaire

https://www.engcopilot.com/

https://www.engcopilot.com/

membre de la commission du DTU relatif aux fondations superficielles
Président
M. **JALIL,** SOCOTEC
Animateur
M. **ADAM,** Directeur de la Réglementation à la Fédération Nationale du Bâtiment
Co-Rapporteurs
MM.

- **JALIL** (SOCOTEC)
- **COIN** (Directeur technique de la SAE)

Membres
MM.

- **AMAR,** représentant le LCPC
- **BLEVOT** représentant le Bureau SECURITAS
- **BOLLE,** représentant SPIE-BATIGNOLLES
- **BUISSON** et **ISNARD** représentant le bureau VERITAS
- **CLAUZON,** représentant l'UNM
- **COLLIN,** représentant l'ITBTP-CATED
- **CUNIN,** représentant le CEP
- **GERY,** représentant la Société de Construction GERY-DUTHEIL
- **GONIN,** représentant SIMECSOL ETUDES
- **HABIB,** représentant le Laboratoire de Mécanique des Solides
- **HURTADO,** représentant la Société SOLS ET STRUCTURES
- **LEBEGUE** et **TCHENG,** représentant le CEBTP
- **MINGASSON,** représentant la SOCOTEC
- **PERCHAT,** représentant la FNB
- **REIMBERT,** représentant les ingénieurs-Conseils de France
- **ROUSSEAU,** représentant la Société SOLETCO
- **PAREZ,** représentant la Société SOLS-ESSAIS
- **SCHMOL,** représentant le SNBATI
- **VERZAT,** représentant le CSMBA

https://www.engcopilot.com/

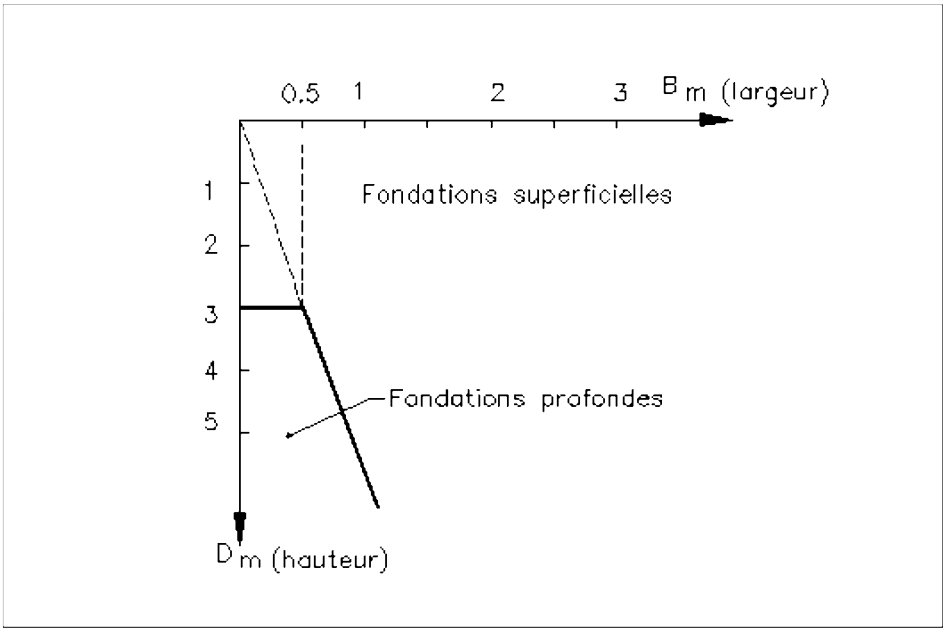
https://www.engcopilot.com/

Chapitre 1 Domaine d'application et objet

Les présentes règles de calcul sont applicables aux travaux de fondations superficielles en béton, béton armé constituées par des semelles isolées, des semelles filantes, des radiers généraux et des massifs semi-profonds (puits courts)

On rappelle que le DTU 14.1 traite de l'action de l'eau sur les parties immergées des ouvrages de bâtiment donc sur les radiers.

Lorsque le rapport de la largeur à la hauteur d'une fondation est inférieur à un sixième et que la hauteur est supérieure à 3 m, il s'agit de fondations profondes qui relèvent alors du DTU 13.2 .



Les présentes règles de calcul ne traitent pas des fondations de certains ouvrages qui font l'objet de règles particulières .

Il existe ainsi des règles professionnelles pour les cheminées, les châteaux d'eau, etc.

https://www.engcopilot.com/

https://www.engcopilot.com/

Chapitre 2 Calcul des ouvrages de fondations

2.1 Réaction du sol

La réaction du sol sous une structure, au moins définie dans ses grandes lignes, peut être le plus souvent caractérisée par une valeur ultime q_u.

- Cette valeur tient alors implicitement compte des dimensions prévisibles des semelles, de leurs implantations respectives, de l'éventuelle alternance compression-décompression du sol et de l'inclinaison prévisible de la résultante des charges appliquées.
- Dans certains cas particuliers, il convient de définir pour chaque situation la valeur ultime q_u.

La contrainte de calcul q est la plus petite des 2 valeurs $q_u/2$ et de celle qui dispense de tenir compte des tassements différentiels dans la structure (cf. article 2.3.5) .

- Il est possible de prendre une contrainte de calcul plus grande que celle définie ci-dessus, sans excéder $q_u/2$, mais il faut alors tenir compte des tassements différentiels prévisibles associés.
- Le rapport de sol a pour objet notamment de préciser la valeur de la contrainte de calcul q.
- La contrainte de calcul utilisée pour les vérifications aux ELU (Etats Limites Ultimes) ne doit pas être confondue avec la contrainte admissible utilisée antérieurement avec les règles dites « aux contraintes admissibles », par exemple le BA 68 . Cette contrainte admissible est plus faible que la contrainte de calcul.
- Les dispositions constructives permettent habituellement de limiter les conséquences des tassements totaux entre la structure et son environnement.

2.2 Actions et sollicitations

Les actions et sollicitations des ouvrages de fondation sont évaluées en fonction des règles de béton armé en vigueur .

Il s'agit actuellement des Règles BAEL 83 et, le plus souvent de la partie B, chapitre B8 et B9 .

Lorsque les ouvrages de fondations sont surmontés par des structures en charpente bois ou métal, la combinaison des sollicitations doit être faite conformément aux règles de calcul du béton armé ou à défaut conformément aux règles de calcul de la charpente, avec l'accord du maître d'ouvrage.

2.3 Justifications des ouvrages de fondations

Les ouvrages de fondation doivent être justifiés conformément aux règles de béton armé en vigueur sous les différents états suivants :

- état-limite ultime de résistance ;
- état-limite ultime de stabilité de forme ;
- état-limite d'équilibre statique (en particulier, glissement et cercles de glissement) ;
- état-limite de service vis-à-vis de la durabilité ;
- état-limite de service vis-à-vis des déformations.

2.3.1 Etat-limite ultime de résistance

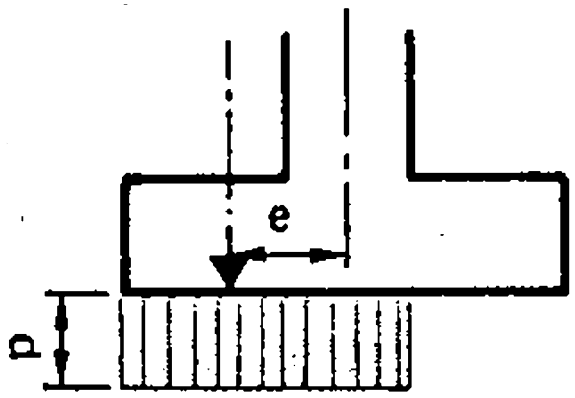
Les sollicitations s'expriment par la résultante générale des forces prise au niveau du plan de contact avec le sol et on en déduit p, la valeur représentative de la composante normale des contraintes associées .

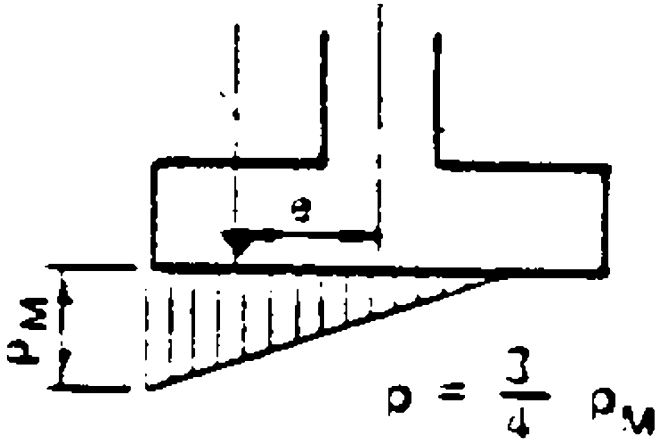
La réaction du sol peut le plus souvent être considérée comme uniforme sous les fondations, axée sur la résultante générale des forces et caractérisée par la valeur p.

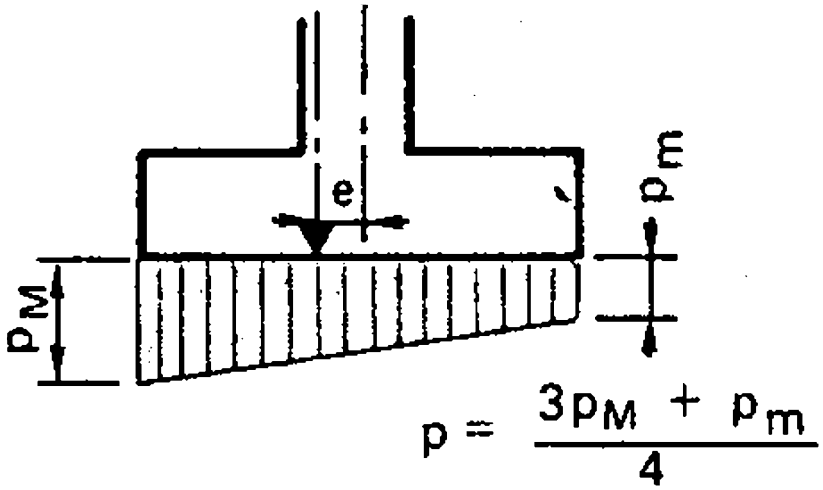
Il est loisible de considérer une réaction du sol axée sur la résultante générale des forces et respectant une variation linéaire des contraintes avec p valeur normale représentative .

https://www.engcopilot.com/

https://www.engcopilot.com/







La justification de l'état-limite ultime de résistance est satisfaite vis-à-vis du sol par l'inégalité suivante : $p \leq q$

Dans le cas de combinaison d'actions pour lesquelles l'action du vent est l'action variable de base, l'inégalité satisfaite est : $p \leq 1{,}33\ q$

La justification des dimensions de la fondation et de ses armatures vis-à-vis des règles de béton armé relève de la méthode des bielles dans son domaine d'application ou plus généralement de toute méthode de la résistance des matériaux dans la mesure où la forme des pièces le permet (méthode des moments ou méthode de la poutre). Dans ce dernier cas, les règles de béton armé en vigueur s'appliquent intégralement .

Pour la méthode des bielles voir l' annexe 2 .
Pour le béton armé, il s'agit actuellement du BAEL 83 .

2.3.2 Etat-limite ultime de stabilité de forme

Lorsque la structure qui surmonte les fondations a été justifiée par l'état-limite ultime de stabilité de forme ou l'état de

https://www.engcopilot.com/

https://www.engcopilot.com/

flexion composée avec moment complémentaire, les sollicitations à prendre en compte dans la justification de l'état-limite ultime de résistance de la fondation doivent tenir compte des excentricités additionnelles provenant des effets de second ordre.

2.3.3 Etat-limite d'équilibre statique

Il n'y a pas de justification spéciale d'état-limite d'équilibre statique, sauf en ce qui concerne les deux points suivants :

- condition de non glissement de la fondation sur le sol :

  Il faut s'assurer que l'inclinaison de la résultante par rapport à la normale au plan de contact de la fondation avec le sol reste dans le cône de glissement de demi angle au sommet tel que tg δ = 0,5 ;

  > L'angle d'ouverture du cône de glissement est lui-même limité par l'angle de frottement interne du sol, dans le cas de sol non cohérent (voir chap. 3).

- condition de stabilité d'ensemble dans le cas de dénivellation ou de pente importante, prenant en compte la structure et le terrain avoisinant .

  > Par exemple, méthode du cercle de glissement.

2.3.4 Etat-limite de service vis-à-vis de la durabilité

A défaut de justification plus précise sous les combinaisons d'actions de service, dans le cas où la fissuration de la fondation est considérée comme préjudiciable ou très préjudiciable, la section d'armatures obtenue à l'état-limite ultime de résistance doit être majorée respectivement de 10 % ou de 50 % .

> Pour la définition des états préjudiciables et très préjudiciable, se reporter aux règles de béton armé en vigueur, actuellement le BAEL 83 .

2.3.5 Etat-limite de service vis-à-vis des déformations

Il n'y a pas à justifier de l'état-limite de service vis-à-vis des déformations, sauf dans les cas suivants :

- le premier cas concerne les structures hyperstatiques calculées en prenant en compte des hypothèses quant au déplacement ou à la rotation des fondations. Il y a lieu de vérifier que les déplacements ou rotation des fondations qui découlent des sollicitations ainsi calculées restent compatibles avec les hypothèses de départ ;
- le deuxième cas concerne les fondations et structures lorsque les tassements différentiels sont à prendre en compte ;

  > Pour les ouvrages en béton, il s'agit du BAEL article B 52 lorsque les tassements différentiels calculés excèdent l/500.

- le troisième cas sur prescription des DPM .

  > Il s'agit, par exemple, d'utilisation particulière de certains locaux.

2.4 Cas particuliers

2.4.1 Fondations sur sols difficiles

Les fondations superficielles sur sols difficiles nécessitent une étude spécifique couvrant à la fois les domaines de la conception, du calcul et de l'exécution .

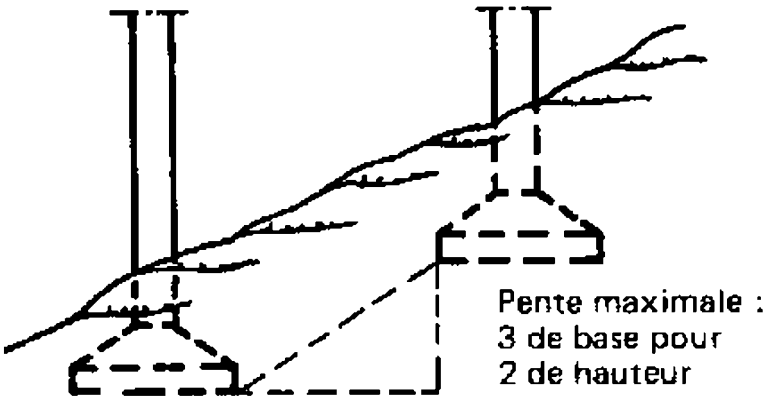
> On rencontre notamment de tels problèmes :
>
> - dans le cas de fouilles réalisées sur une grande profondeur dont le fond est situé dans une couche argileuse ;
> - dans le cas de fondations reposant sur un sol gonflant dont les variations dimensionnelles sont fortement conditionnées par sa teneur en eau, etc.

2.4.2 Fondations à des niveaux différents

Lorsque le sol d'assise ne peut donner lieu à un glissement d'ensemble, les niveaux des fondations successives doivent être tels qu'une pente maximale de 3 de base pour 2 de hauteur relie les arêtes des semelles les plus voisines .

https://www.engcopilot.com/

https://www.engcopilot.com/



Si cette condition ne peut être satisfaite, des dispositions spéciales doivent être prises pour éviter le desserrage des terrains supérieurs, pour équilibrer les poussées et pour assurer l'évacuation des eaux.

2.4.3 Fondations superficielles à proximité d'ouvrages sur pieux

Les fondations superficielles ne doivent exercer aucune action dangereuse sur les pieux voisins.

2.4.4 Fondations au voisinage de fouilles et talus

Si, dans le voisinage de l'ouvrage, existent des fouilles ou des dépressions plus profondes que le niveau de fondation, il convient de vérifier que les charges et poussées apportées par les fondations peuvent être supportées par leur terrain d'assise aussi bien en phase provisoire qu'en phase définitive. Au besoin, des dispositions spécifiques doivent être prises à cet effet.

2.4.5 Précautions concernant le gel

Le niveau de fondation doit être descendu à une profondeur suffisante pour mettre le sol d'assise à l'abri des conséquences du gel, sauf dispositions spéciales prises à cet effet .

> Cette profondeur est fonction de la nature du sol et du climat. Même si le sol ne gèle pas profondèment, la teneur en eau du sol sous-jacent peut être modifiée fortement par le gel. La portance du sol s'améliorant en général avec la profondeur, il est indiqué de descendre au moins à 0,50 m en pays tempéré, et d'aller parfois au-delà de 1 m en montagne, compte tenu de l'altitude et de la nature du sol.

2.4.6 Fondations antivibratiles

Les fondations antivibratiles ne sont pas traitées dans le présent texte .

> Les fondations antivibratiles nécessitent une étude spécifique couvrant à la fois les domaines de la conception, du calcul et de l'exécution pour l'ouvrage lui-même et les ouvrages avoisinants.

2.5 Dispositions constructives

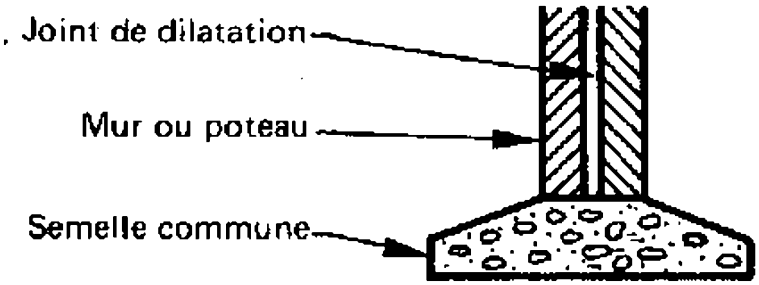
2.5.1 Joint de rupture

Un joint de rupture doit être ménagé entre deux éléments d'ouvrages voisins lorsqu'ils subissent des différences importantes de charge et de tassement.

Il en est de même lorsque le sol présente un changement brusque de compressibilité sous un même ouvrage.

2.5.2 Joint de dilatation

Sur sol homogène et bien consolidé, les joints de rupture coupant les fondations sont de préférence évités ; les joints de dilatation normalement prévus sont alors arrêtés au-dessus des semelles de fondation .



2.5.3 Armatures minimales de chaînage

https://www.engcopilot.com/

https://www.engcopilot.com/

Les semelles filantes sous mur doivent, sauf disposition contraire des DPM comporter un chaînage dont la section doit être au moins égale à l'une des valeurs suivantes :

- 3 cm² dans le cas de ronds lisses Fe E 215
- 2 cm² dans le cas de barres HA Fe E 400
- 1,6 cm² dans le cas de treillis soudés ou barres Fe E 500 .

Il est loisible dans le cas de semelle en gros béton de reporter les armatures du chaînage à la base du mur si celui-ci a une hauteur suffisante.

Dans le cas de grande longueur, les armatures du chaînage peuvent être constituées de barres successives dont le recouvrement est de 35 diamètres (ou de 3 soudures pour les treillis soudés).

Dans les angles saillants ou rentrants de raccordement entre 2 murs, la continuité du chaînage est également assurée par recouvrement.

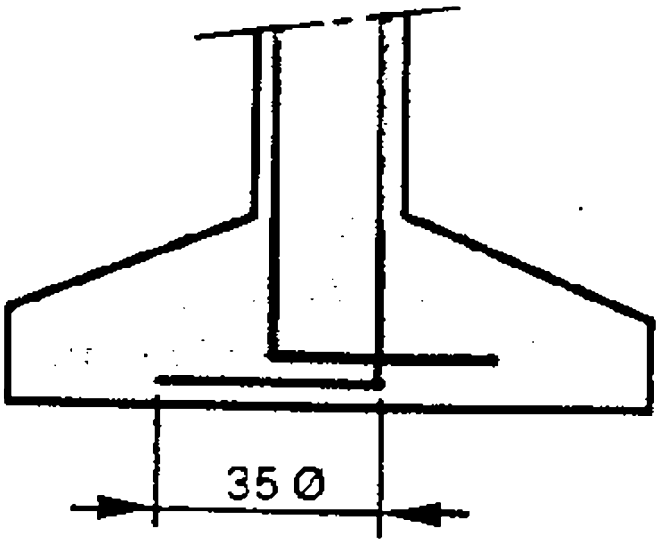
2.5.4 Position des armatures

La distance libre minimale entre toute génératrice extérieure d'une armature quelconque et la surface de la semelle ou du béton de propreté la plus voisine doit respecter les enrobages prescrits par les règles de béton armé en vigueur. A défaut, cette distance sera prise égale à 4 cm .

Article A.7.1 du BAEL 83 .

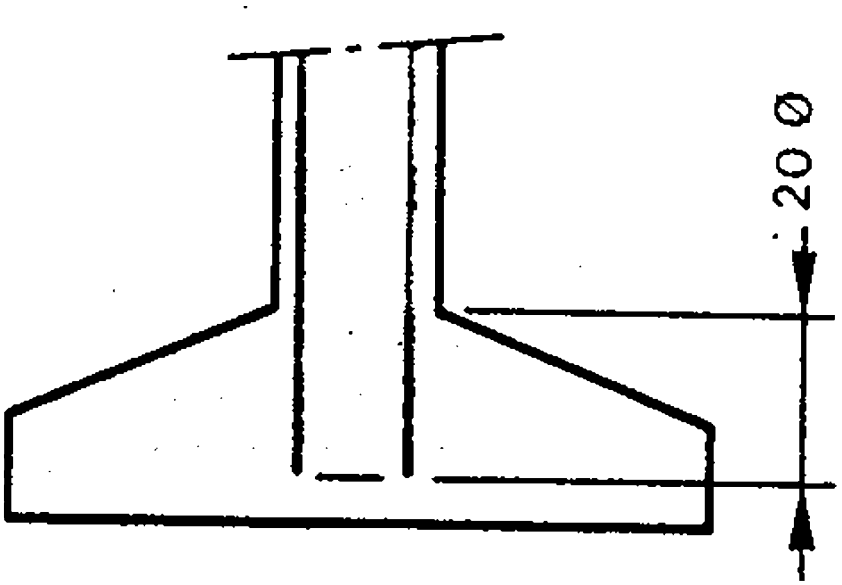
2.5.5 Aciers en attente

Lorsqu'il est prévu des aciers en attente comme amorce de ferraillage de poteaux ou murs, ces aciers sont à retourner en partie basse des fondations par retour d'équerre s'ils sont calculés pour équilibrer un moment fléchissant ou un effort normal de traction à la base du poteau ou du mur .



https://www.engcopilot.com/

https://www.engcopilot.com/



https://www.engcopilot.com/

https://www.engcopilot.com/

Chapitre 3 Détermination de la contrainte de calcul q

La détermination de la contrainte de calcul peut soit être déduite de l'expérience, soit être déterminée par le calcul à partir des résultats d'essais de sol.

3.1 Contrainte de calcul déduite de l'expérience

La contrainte de calcul q peut être déduite de l'expérience acquise sur des réalisations existantes voisines pour un sol et un ouvrage donnés .

A titre indicatif, le tableau ci-après donne l'ordre de grandeur des contraintes de calcul q admises en fonction de la nature du sol, en l'absence de tout problème particulier.

Nature du sol	q (MPa)
Roches peu fissurées saines non désagrégées et de stratification favorable	0,75 à 4,5
Terrains non cohérents à bonne compacité	0,35 à 0,75
Terrains non cohérents à compacité moyenne	0,2 à 0,4
Argiles (1)	0,1 à 0,3
1 . Certaines argiles très plastiques ne sont pas visées dans ce tableau.	

3.2 Détermination de la valeur ultime q_u

La valeur ultime q_u peut être calculée à partir des résultats d'essais géotechniques du sol de fondation.

3.2.1 Essais de laboratoire

En général les essais de laboratoire ont conduit à la connaissance des 3 paramètres suivants :

- C : cohésion
- Φ : angle de frottement interne
- γ : masse volumique.

Les valeurs à prendre en compte pour Φ et C sont :

- pour l'équilibre à court terme C_{uu} et Φ_{uu}
- pour l'équilibre à long terme C' et Φ'.

Pour une semelle soumise à une charge verticale centrée de largeur B, de longueur L et d'encastrement D, on a :

$$q_u = s_c\, C\, N_c + \frac{1}{2} s_\gamma\, \gamma\, B\, N_\gamma + s_q\, \gamma\, D\, N_c$$

Coefficients de forme :

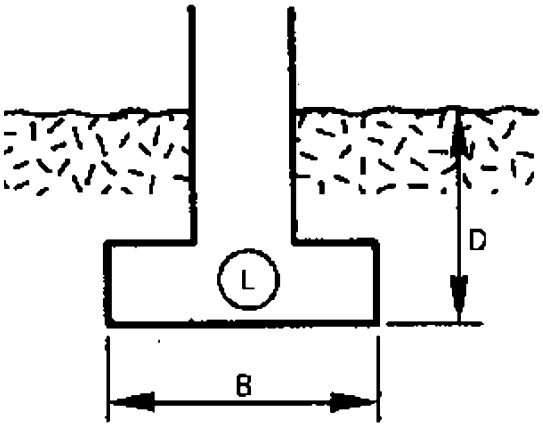
$$s_c = 1 + 0{,}2\,\frac{B}{L}$$

$$s_\gamma = 1 - 0{,}2\,\frac{B}{L}$$

$S_q = 1$

https://www.engcopilot.com/

https://www.engcopilot.com/



N_c N_γ et N_q sont des paramètres sans dimension dépendant de Φ. Ils sont donnés par le tableau suivant :

Φ	N_e	N_γ	N_q
0	5,14	0	1,00
5	6,50	0,10	1,60
10	8,40	0,50	2,50
15	11,00	1,40	4,00
20	14,80	3,50	6,40
25	20,70	8,10	10,70
30	30,00	18,10	18,40
35	46,00	41,10	33,30
40	75,30	100,00	64,20
45	134,00	254,00	135,00

Dans le cas d'une charge inclinée de l'angle δ sur la verticale les 3 termes de la formule précédente sont chacun affectés d'un coefficient minorateur, à savoir :

$$i_c = i_q = \left(1 - \frac{2\delta}{\pi}\right)^2$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{\delta}{\varnothing}\right)^2$$

Dans le cas de charges excentrées d'excentrement e la largeur à prendre en compte en lieu et place de B est B' = B - 2e

3.2.2 Essais pressiométriques

Les essais pressiométriques permettent de déterminer à différents niveaux les 2 paramètres suivants :

- p_l : pression limite
- E_M : module pressiométrique.

On calcule ensuite, pour chaque niveau, la pression limite nette correspondante : $p_l^* = p_l - p_o$

où p_o est la contrainte totale horizontale dans le sol au niveau concerné et au moment où l'on fait l'essai.

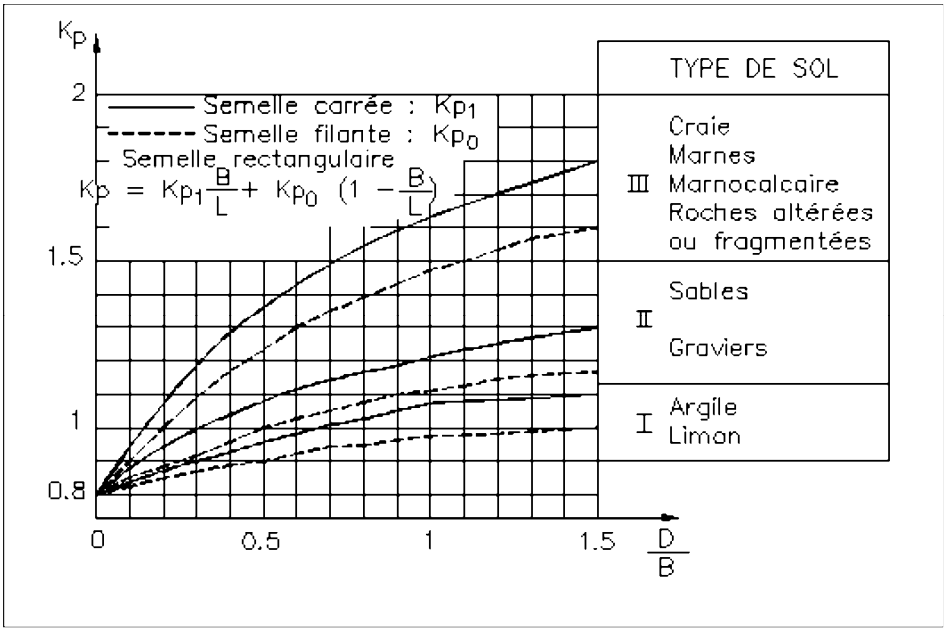
Pour une semelle sous charge verticale centrée de largeur B, de longueur L et d'encastrement D, on a : $q_u = K_p p_{te}^* + \gamma . D$

avec γ masse volumique du sol, déjaugé partiellement le cas échéant.

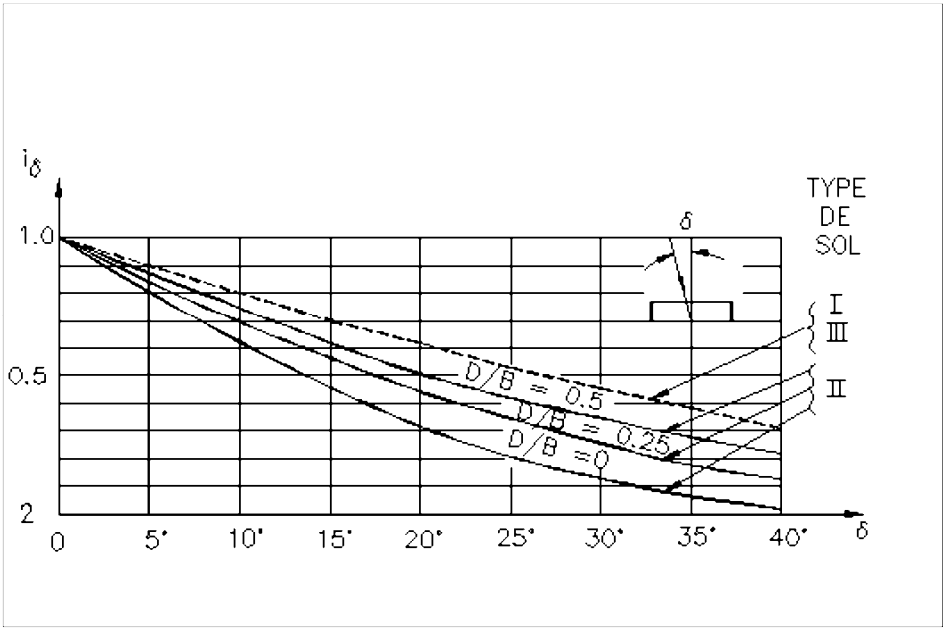
- p_{le}^* est la pression limite nette équivalente calculée comme la valeur moyenne des pressions limites nettes existant sur une profondeur égale à 1.5 B située sous la semelle. Les pressions limites nettes étant toutefois plafonnées à 1,5 fois leur valeur minimale sur la profondeur envisagée.
- K_p est le facteur de portance qui dépend des dimensions de la fondation, de son encastrement relatif et de la nature du sol. Il est donné par l' abaque suivant :

https://www.engcopilot.com/

https://www.engcopilot.com/



Dans le cas d'une charge inclinée de l'angle δ sur la verticale, la valeur de $K_p p_{te}$* est affectée d'un coefficient minorateur i_δ qui tient compte de l'inclinaison, de la nature du sol et de l'encastrement relatif. Ce coefficient minorateur est donné par l' abaque suivant :



Dans le cas de charges excentrées, d'excentrement e, la largeur à prendre en compte en lieu et place de B est : B' = B - 2e

3.2.3 Essais pénétrométriques

3.2.3.1 Pénétromètre statique

L'essai au pénétromètre statique permet de donner un profil continu de pénétration donnant la résistance de pointe q_c en fonction de la profondeur.

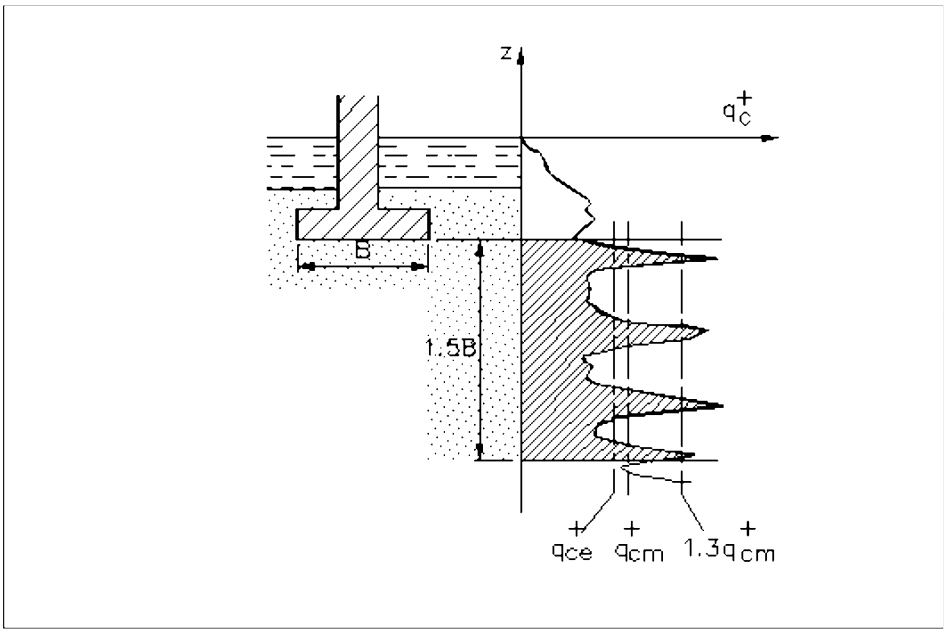
Pour une semelle soumise à une charge verticale centrée de largeur B, de longueur L et d'encastrement D, la valeur ultime q_u est obtenue par la formule : $q_u = K_c q_{ce} i_\delta + \gamma D$

- i_δ : coefficient minorateur tenant compte de l'inclinaison ;
- γ : masse volumique du sol, déjaugé partiellement le cas échéant ;
- q_{ce} : résistance de pointe équivalente calculée comme la valeur moyenne des résistances de pointes nettes sur une profondeur égale à 1,5 B située sous la semelle.
  Les résistances des pointes nettes sont déduites des résistances de pointes mesurées en écrêtant les valeurs

https://www.engcopilot.com/

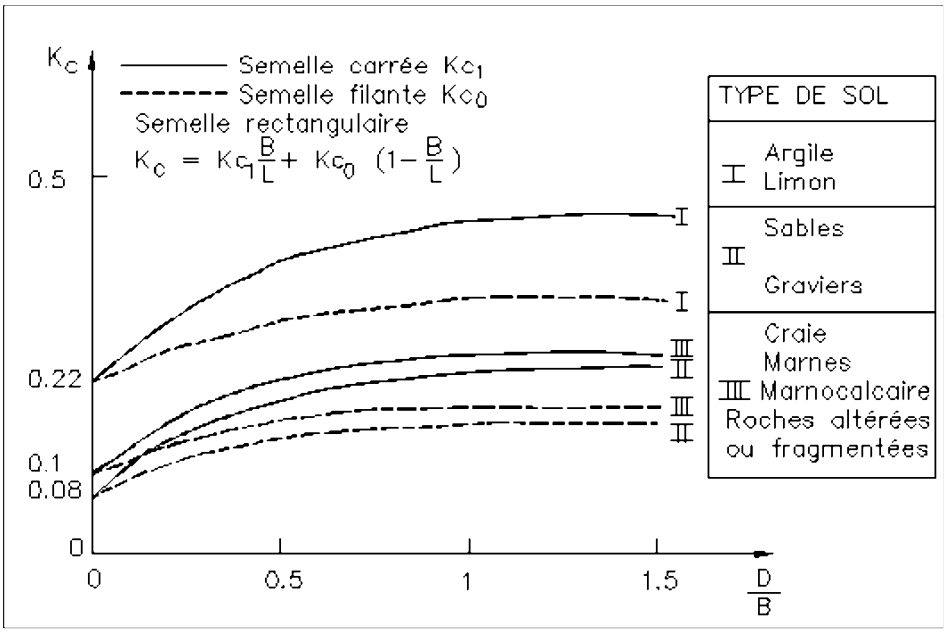
https://www.engcopilot.com/

supérieures à 1,3 fois la moyenne calculée sur 1,5 B des résistances de pointe mesurées .



Le cas de profils de pénétration qui fait apparaître dans la zone d'action des fondations de l'ouvrage des valeurs de q_c < 0,5 MPa doit faire l'objet d'une étude complémentaire avant de choisir le type de fondation et la contrainte q_u.

- k_c : facteur de portance qui dépend des dimensions de la fondation, de son encastrement relatif et de la nature du sol. Il est donné par l' abaque suivant :



Dans le cas de charges inclinées et excentrées, on effectue la rectification comme déjà indiqué à l' article 3.2.2 « Essais pressiométriques » précédent.

3.2.3.2 Pénétromètre dynamique

L'essai au pénétromètre dynamique permet d'obtenir un profil de pénétration donnant la résistance dynamique q_d en fonction de la profondeur.

Pour une semelle soumise à une charge verticale centrée de largeur B, de longueur L et d'encastrement D, la valeur ultime q_u est obtenue par :

$$q_u = \frac{q_d}{5 \text{ à } 7}$$

https://www.engcopilot.com/

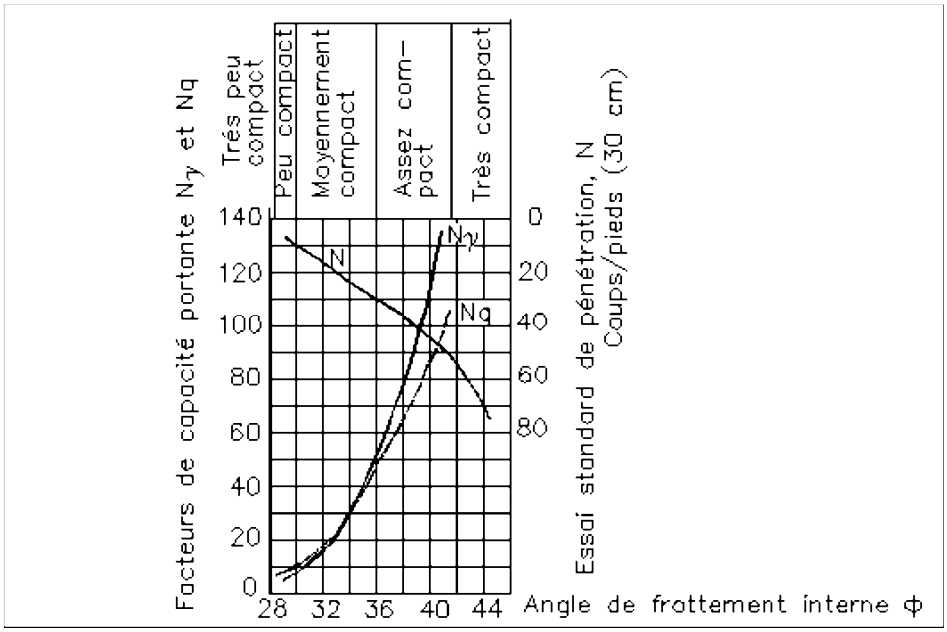
https://www.engcopilot.com/

Toutefois, l'interprétation des résultats obtenus avec cet appareil doit être faite avec une grande prudence, notamment dans le cas des sols argileux.

3.2.3.3 SPT (Standard Penetration Test)

L'utilisation du SPT doit être réservée aux sols pulvérulents. Cet essai permet de donner un profil du nombre de coups N pour enfoncer le carottier standard en fonction de la profondeur.

Le graphique suivant donne Φ, N_γ et N_q en fonction de N. On poursuit ensuite en appliquant l' article 3.2.1 .



Courbes donnant la relation entre l'angle de frottement Φ, les facteurs de capacité portante et les valeurs de N de l'essai standard de pénétration

3.3 Evaluation des tassements

Les combinaisons d'action à considérer sont celles de l'état-limite de service.

Les présentes règles concernent l'évaluation du tassement d'une fondation superficielle isolée.

3.3.1 Evaluation à partir des essais de laboratoire

Le tassement final d'une fondation est la somme de deux termes :

- S_i : tassement immédiat
- S_c : tassement de consolidation.

Sauf ouvrages particuliers dans lesquels la charge d'exploitation est forte vis-à-vis des charges permanentes et peut être appliquée dans un délai très court, une fois l'ouvrage construit, le terme S_i peut être négligé.

Des essais de laboratoire (oedomètres) donnent, pour chaque couche du terrain située sous la fondation les paramètres suivants :

- e_o : indice des vides initial
- C_c : indice de compression
- σ'_p : pression de préconsolidation.

Le sol sous la fondation est décomposé en tranches d'épaisseur Δz au plus égale à B/2. On calcule la contrainte verticale apportée par la fondation en son axe à mi-épaisseur de la tranche à laquelle on ajoute l'action du poids des terres situées au-dessus, éventuellement déjaugées, soit σ_z le résultat.

Le tassement de la tranche considérée a pour valeur :

$$S_j = \Delta z \frac{C_c}{1 + e\sigma} \log_{10} \frac{\sigma_z}{\sigma'_p}$$

Le tassement total S_c a pour valeur la somme arithmétique des tassements de toutes les couches.

3.3.2 Evaluation à partir des essais pressiométriques

Le tassement final d'une fondation est la somme de deux termes :

- S_c : tassement dit de consolidation

https://www.engcopilot.com/

https://www.engcopilot.com/

- S_d : tassement dit déviatorique.

avec :

$$S_c = \frac{\alpha}{9\,E_M}(\sigma - \gamma D)\,\lambda_c\,E$$

$$S_d = \frac{2}{9\,E_M}(\sigma - \gamma D)\,B_0\left(\lambda_d \frac{B}{B_0}\right)^{\alpha}$$

où : B_o = 0,6 m .

- σ : composante normale de la contrainte du sol sous la fondation pour l'état-limite de service.
- E_M : module pressiométrique du sol.
- α : coefficient rhéologique dépendant de la nature du sol et donné dans les tableaux ci-dessous :

Type	Tourbe	Argile		Limon		Sable		Sable et gravier	
	α	E/p_1	α	E/p_1	α	E/p_1	α	E/p_1	α
Surconsolidé très serré	-	> 16	1	> 14	2/3	> 12	1/2	> 10	1/3
Normalement consolidé normalement serré	1	9-16	2/3	8-14	1/2	7-12	1/3	6-10	1/4
Surconsolidé altéré remanié ou lâche	-	7-9	1/2	5-8	1/2	5-7	1/3		-
Avec E module pressiométrique du sol et p_1 pression limite									

Roche	
Type	α
Très peu fracturé	2/3
Normal	1/2
Très fracturé	1/3
Très altéré	2/3

λ_c et λ_d = coefficients de forme, fonction du rapport L/B donnés ci-dessous .

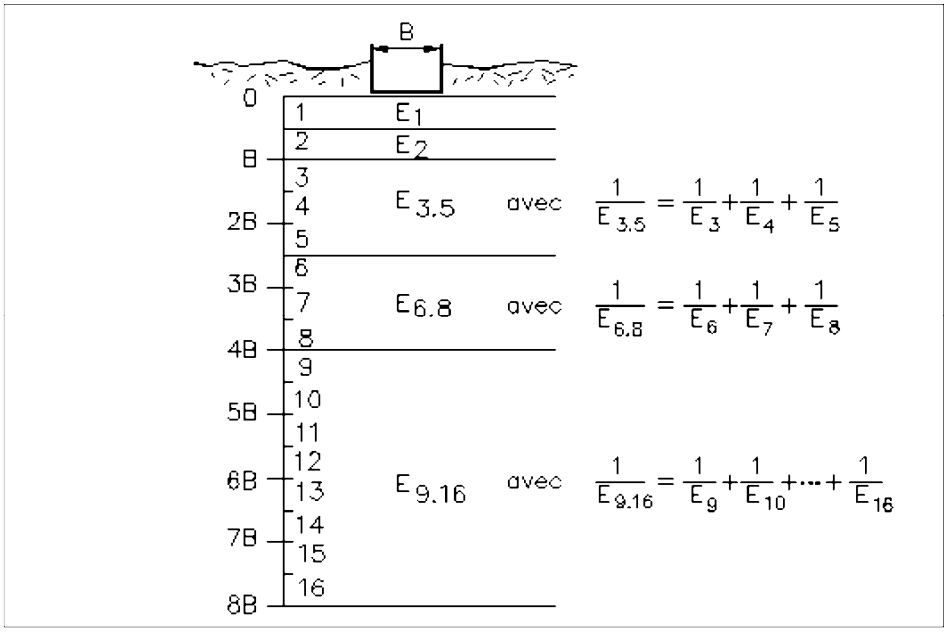
L/B	1		2	3	5	20
	cercle	carré				
λ_c	1	1,10	1,20	1,30	1,40	1,50
λ_d	1	1,12	1,53	1,78	2,14	2,65

Dans le cas d'un sol hétérogène, on découpe le sol en couches successives d'épaisseur B/2 et numérotées de 1 à 16.
La valeur de E_M utilisée pour le calcul de S_c est celle du module pressiométrique de la première couche.
La valeur de E_M utilisée pour le calcul de S_d est donnée par la formule ci-après :

$$\frac{4.0}{E_M} = \frac{1}{E_1} + \frac{1}{0{,}85\,.\,E_2} + \frac{1}{E_{3\,5}} + \frac{1}{2{,}5\,.\,E_{6\,8}} + \frac{1}{2{,}5\,.\,E_{9\,16}}$$

https://www.engcopilot.com/

https://www.engcopilot.com/



3.3.3 Evaluation des tassements à partir des essais pénétrométriques (statiques, dynamique, SPT)

Les méthodes pénétrométriques ne permettent pas en général une mesure directe des paramètres de compressibilité du sol.

Il est néanmoins possible d'estimer, à l'aide de corrélations basées sur l'expérience, les paramètres de compressibilité à affecter aux différentes couches de sol situées sous la fondation en fonction de leur nature.

Ces corrélations sont d'autant plus fiables qu'on dispose pour la nature de sol considéré d'essais de compressibilité effectués en place ou en laboratoire.

https://www.engcopilot.com/

https://www.engcopilot.com/

Annexe 1 Semelles continues sous murs non armées transversalement

Les semelles continues sous murs peuvent ne pas comporter d'armatures perpendiculaires au plan moyen du mur si les conditions suivantes sont supposées remplies :

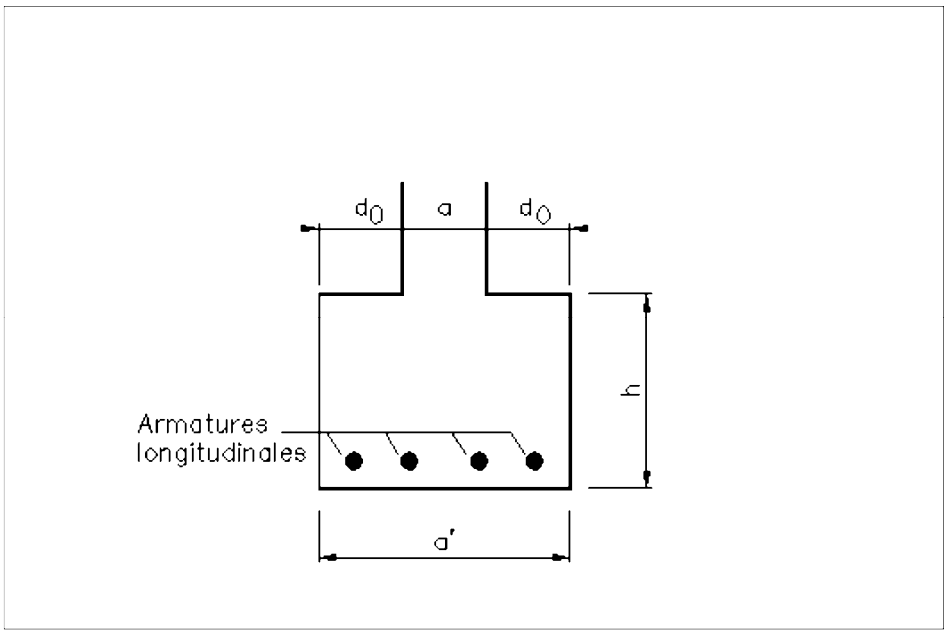
- le mur transmet à la semelle une charge verticale uniforme et centrée ;
- la hauteur totale h de la semelle est au moins égale au double du débord :

$h \geq 2\, d_o$

avec

$$d_0 = \frac{a' - a}{2}$$

Les notations utilisées dans les annexes sont celles des Règles BAEL 83 .



https://www.engcopilot.com/

https://www.engcopilot.com/

Annexe 2 Méthode des bielles

Généralités

La « méthode des bielles » d'usage courant en France depuis de nombreuses années permet de calculer la plupart des semelles de fondations sur sol (ou sur pieux) rencontrées dans les structures des bâtiments.

Elle consiste à supposer que les charges appliquées aux semelles par les points d'appui (murs ou poteaux) sont transmises au sol (ou aux pieux) par les bielles obliques ; l'obliquité de ces bielles détermine à la base des semelles des efforts de traction qui doivent être équilibrés par des armatures. Un ensemble de deux bielles symétriques fonctionne comme les deux arbalétriers d'une ferme chargée au sommet, les armatures inférieures constituant le tirant qui équilibre la poussée de la ferme.

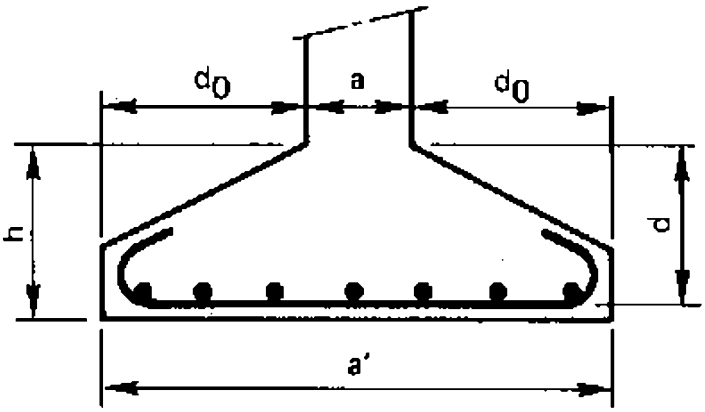
En toute rigueur, la méthode des bielles s'applique essentiellement aux semelles centrées assurant sur le sol une pression supposée uniforme (ou sur les pieux des charges égales). Sa validité a été établie dans ces cas par de nombreux essais systématiques. Toutefois, il paraît possible d'extrapoler son application à d'autres cas, dans les limites précisées ci-après.

Application de la méthode des bielles au calcul des semelles sur le sol

On suppose expressément dans ce qui suit que les réactions du sol sont normales à la surface d'appui de la semelle. En réalité, il s'exerce des forces de frottement qui, en certains cas, peuvent avoir une influence favorable et permettre ainsi de réduire la section des armatures inférieures définies ci-après, mais il importe de ne tenir compte de ces effets que dans le cas d'un banc rocheux sain et franc.

Semelles continues sous murs transmettant une charge uniformément centrée

La coupe transversale de telles semelles est conforme au croquis ci-dessous qui définit les notations.



Soit p_u la valeur de la charge de calcul par unité de longueur (à l'état-limite ultime).

L'application de la méthode des bielles implique les conditions :

$$\frac{d_0}{2} \leq d \leq 2\, d_0$$

$$\left(\text{ou } \frac{a' - a}{4} \leq d \leq a' - a \right)$$

La condition $d > d_0/2$ permet de considérer que, dans le cas général des semelles sur sol, il n'est pas nécessaire de procéder à des vérifications concernant l'effort tranchant et la contrainte de compression des bielles ; il n'y a pas lieu, en particulier, de prévoir des étriers ou des barres relevées.

L'aire de la section par unité de longueur de la semelle des armatures inférieures disposées transversalement à son plan moyen a pour valeur :

$$A = p_u \frac{d_0}{4d} \cdot \frac{1}{f_e/\gamma_s} = p_u \frac{a' - a}{8d} \cdot \frac{1}{f_e/\gamma_s}$$

Sauf justifications, toutes les barres s'étendent sur la totalité de la dimension a' de la semelle et sont terminées par des crochets normaux ou d'autres ancrages par courbure équivalents ; l'épaisseur de la semelle aux extrémités est au moins égale à 6 Ø + 6 cm, Ø étant le diamètre des armatures en cm.

Dans le cas de semelle sur sol correspondant à des contraintes de calcul du sol élevées, on doit justifier le comportement de la semelle au poinçonnement.

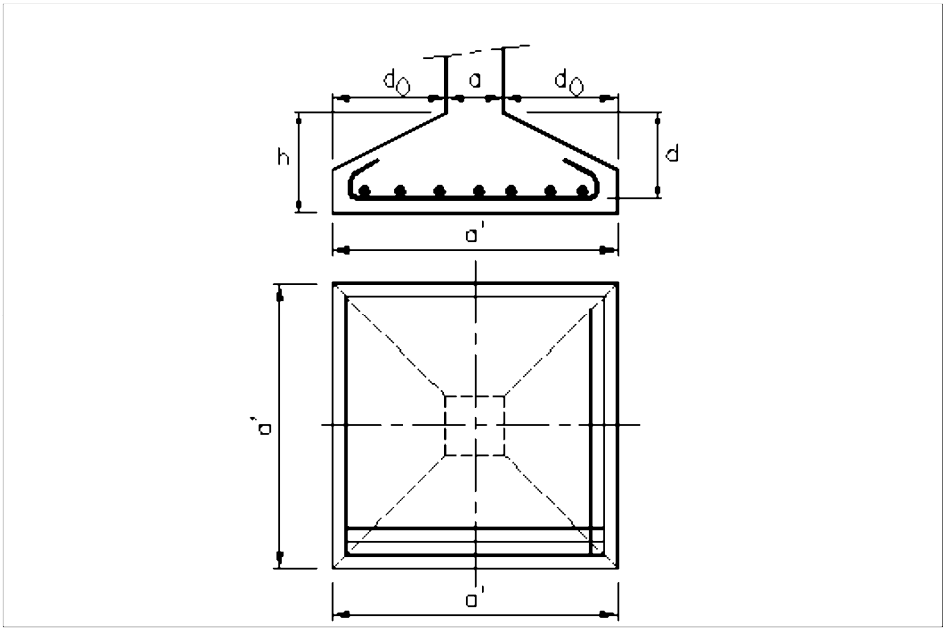
https://www.engcopilot.com/

https://www.engcopilot.com/

Semelles à base carrée sous poteaux de section carrée

Il n'est traité que du cas où la charge est centrée et la pression sur le sol supposée uniforme.

Les dispositions sont conformes à celles représentées sur la figure ci-dessous qui définit les notations.



Les armatures de la semelle sont constituées par un quadrillage de barres orthogonales en deux lits superposés, de même section dans chaque sens et disposées à espacement constant.

Si d est la hauteur utile moyenne des deux lits d'armatures.

P_u la charge de calcul (à l'état-limite ultime) transmises par le point d'appui à la semelle, l'application de la méthode des bielles implique les conditions :

$$\frac{d_0}{2} \leq d \leq 2\,d_0$$

$$\left(\text{ou } \frac{a' - a}{4} \leq d \leq a' - a\right)$$

La section commune A des barres de chacun des deux lits est donnée par la formule :

$$A = P_u \frac{a' - a}{8d} \times \frac{1}{f_e/\gamma_s}$$

Sauf justifications, ces barres s'étendent dans chaque sens sur toute la dimension de la semelle et sont terminées par des crochets normaux ou par des ancrages courbes équivalents.

Dans le cas de semelle sur sol correspondant à des contraintes de calcul du sol élevées, on doit justifier le comportement de la semelle au poinçonnement.

Semelles à base rectangulaire sous poteaux de section rectangulaire

Il n'est traité que du cas où la charge est centrée et la pression sur le sol supposée uniforme.

En toute rigueur, la méthode des bielles ne s'applique que si la pression sur le sol peut être considérée comme uniforme et si la section de base du poteau et celle de la semelle sont homothétiques.

Cette dernière condition n'est pas toujours réalisée et l'on rencontre souvent en pratique des semelles dont les débords dans les deux sens sont du même ordre.

L'expérience a cependant légitimé l'extrapolation de la méthode des bielles à de tels cas.

© CSTB 1988 - Imprimé par VINCI CONSTRUCTION FRANCE le 20/12/2013

https://www.engcopilot.com/